



URUGUAY

**ADMINISTRACION NACIONAL
DE
USINAS Y TRASMISIONES ELECTRICAS**

**RENOVACION DE LA PRESA Y
CENTRAL HIDROELECTRICA**

DE GABRIEL TERRA

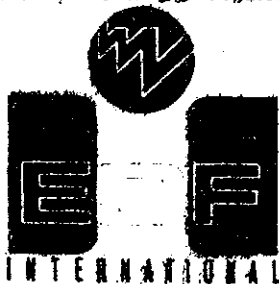
Etapas 1

DIAGNOSTICO DE LAS INSTALACIONES

Tomo 2

OBRAS CIVILES

ELECTRICITE DE FRANCE



68 rue du Faubourg Saint-Honoré
75008 PARIS

Tel. 764 22 22

Telex EDF AE 660 434 F

Junio 1984

RENOVACION CENTRAL HIDROELECTRICA

"DR. GABRIEL TERRA"

ETAPA 1

DIAGNOSTICO DE INSTALACION

TOMO 2

O B R A S C I V I L E S

ESTRUCTURAS DE INGENIERIA CIVIL

SUMARIO:

1. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

- 1.1. Hidrología del Río Negro
- 1.2. Características del embalse
- 1.3. Características principales de la presa
- 1.4. Geología
- 1.5. Tratamiento de las fundaciones
- 1.6. La presa de pilares
- 1.7. Vertedero de demasías
- 1.8. Toma de agua
- 1.9. Usina
- 1.10. Resumen cronológico

2. OBSERVACIONES RELATIVAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

2.1. Hormigones

- 2.1.1. Paramentos de aguas arriba de la presa -
Reparaciones de las cabezas de los pilares
R2 y E4
- 2.1.2. Juntas de dilatación entre bloques
- 2.1.3. Placas de aguas abajo del vertedero de demasías
- 2.1.4. Sellado de las piezas fijas de apoyo de las
compuertas de toma de agua
- 2.1.5. Hormigón de sellado de conexión cubierta de
rodete-aspirador
- 2.1.6. Hormigones del aspirador
- 2.1.7. Hormigones de umbral de la atagüa aguas abajo
del aspirador

2.2. Problemas de ingeniería civil relacionados con el equipo de compuertas

- 2.2.1. Compuertas del vertedero (aliviadero)
- 2.2.2. Cierres de servicio aguas abajo del aspirador
- 2.2.3. Cierres de servicio de los grupos

- 2.3. Drenaje y auscultación de las estructuras
 - 2.3.1. Drenaje y mediciones de fugas
 - 2.3.2. Piezometría
 - 2.3.3. Péndulos
 - 2.3.4. Otros dispositivos de auscultación
 - 2.3.5. Periodicidad de las mediciones de auscultación
- 2.4. Inmediaciones de las estructuras
 - 2.4.1. Orillas del embalse
 - 2.4.2. Rocas aguas abajo del lecho amortiguador
 - 2.4.3. Canal de restitución de los grupos
- 2.5. Observaciones relativas a la inexistencia de desagüe de fondo
- 2.6. Antiguo conducto "Toma auxiliar"

3. CONCLUSION

- Anexos
- Figura nº 1 - Secciones transversales del dique antes del recrecimiento
 - Figura nº 2 - Junta de dilatación. Detalle
 - Figura nº 3 - Junta de dilatación a la perpendicular del umbral del vertedero de demasías
 - Figura nº 4 - Sección por un vano del vertedero de demasías
 - Figura nº 5 - Hormigón de sellado de la cubierta de rodete y del aspirador
 - Figura nº 6 - Recrecimiento de la presa y ensanche de la coronación
 - Figura nº 7 - Ensanche de la pasarela. Detalle
 - Figura nº 8 - Plataforma de aguas abajo de la usina
 - Figura nº 9 - Sección aguas abajo del lecho amortiguador
 - Ficha técnica relativa al RHODOCIM
 - Fotos
 - Ficha técnica relativa a los productos de inyección

1. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS1.1 Hidrología del Río Negro

Cuenca de captación de Rincón del Bonete según planimetría ejecutada en 1974	39 691 km ²
Precipitaciones medias anuales	1 150 m
Caudal de estiaje	10 m ³ /segundo
Caudal promedio	525 m ³ /segundo
Crecida de proyecto (inicialmente)	9 000 m ³ /segundo
Crecida excepcional de abril de 1959	16 800 m ³ /segundo

1.2 Características del embalse

Nivel de embalse excepcional (después del recrecimiento)	86,75 m
Nivel de embalse normal	80,00 m
Nivel de embalse mínimo de funcionamiento	71,50 m
Volumen útil entre 80 y 71,50	6 400 hm ³
Superficie en la cota 80	1 140 km ²
Superficie en la cota 71,50	465 km ²

1.3 Características principales de la presa

Tipo de contrafuerte Noetzli	longitud	399 m	
presa de gravedad de hormigón	longitud	678,5 m	
dique de tierra y escollera	longitud	93 m	inicialmente
		1 170,5 m	pero prolon-
			gado conside-
			rablemente
Nivel de coronación (primera etapa)		84,3 m	con motivo d
Nivel de coronación después del recrecimiento (en 1969)			la segunda
	hormigón	86,9 m	etapa
	tierra	87,0 m	

Altura máxima por encima de las fundaciones	
Presa de contrafuertes (a la perpendicular de la toma de agua)	47 m
Presa de gravedad	27 m

Todos los niveles y cotas toman como referencia el nivel 0 local que se sitúa a 0,66 m por debajo del nivel 0 oficial

1.4 Geología

En su mitad Sur la plataforma uruguaya esta formada por un substrato cristalino, de pendiente reducida hacia el Norte, que penetra en la parte central del país bajo los basaltos y las rocas sedimentarias "instaladas" al Norte y al Nordeste. Aguas abajo de Gabriel Terra y hasta el punto de confluencia con el río Uruguay, el río Negro atraviesa una zona de arenas consolidadas hacia el Oeste.

Las estructuras de la presa se encuentran implantadas en el punto de coincidencia de estas distintas formaciones geológicas. Las campañas de sondeos de reconocimiento, que se han efectuado en el sitio después de 1932 han permitido demostrar que la base de la presa está formada por melafiros (corrientes de basaltos y feldespatos) de un espesor de 120 a 160 metros, que toman apoyo en una capa sedimentaria de 100 a 200 metros de espesor. El zócalo cristalino se encuentra a una profundidad de 360 metros, aproximadamente.

1.5 Tratamiento de las fundaciones

El basalto del Rincón del Bonete es de calidad irregular, por no decir mediocre. Algunas zonas se encuentran alteradas e incluso sumamente alteradas. El proyectista ha adoptado aquí una capacidad sustentadora relativamente reducida (4 bares) (1 bar = 1,02 Kg/cm²) y adoptado, por consiguiente, el tipo de presa a construir, es decir: de contrafuertes, de preferencia a presa de gravedad.

De ello se ha venido a derivar, asimismo, un importante tratamiento de las fundaciones. La pantalla de hermeticidad de aguas arriba desciende hasta 30 metros bajo el cauce del río en su parte central. Para ello se han precisado cerca de 9 000 metros de perforaciones y la inyección de 1 700 toneladas de cemento y 200 toneladas de silicato, aproximadamente. También se han efectuado inyecciones de consolidación hasta 15 metros de profundidad, bajo las soleras de los pilares.

1.6 La presa de pilares (véase figura 1)

Dimensiones principales de la presa de pilares:

Espesor del núcleo de los pilares	2 m
Distancia entre juntas	12,5 m
Espesor mínimo de las cabezas de pilar (a la perpendicular de las juntas)	2 m
Pendiente de aguas arriba	1/0,7
Pendiente de aguas abajo	1/0,5

Cada pilar toma apoyo sobre una solera de fundación fuertemente armada, independiente de la solera adyacente y con su propio sistema de drenaje.

La cabeza y el núcleo del pilar son de hormigón, ligeramente armado en los enlaces entre el núcleo y la cabeza, así como del núcleo y de la solera, y en el paramento de aguas arriba de las cabezas.

1.7 Vertedero de demasías

Los doce vanos del vertedero de demasías se encuentran situados en el cauce del río, en la presa de pilares:

anchura libre del vano = 10,50 m

espesor de los pilares = 2,0 m (en el núcleo de los pilares)

nivel del umbral = 76,0 m

Cada umbral está dotado de una compuerta vagón vertical de 10,5 x 5 metros con hermeticidad por piezas de madera y no dispone de ninguna posibilidad para su cierre por medio de ataguías.

El canal de descarga del vertedero de demasías está formado por placas de hormigón armado de 1 metro de espesor, que toman apoyo sobre los pilares y perforadas con horificios en su parte inferior. con objeto de permitir la fluctuación del nivel de aguas abajo del agua entre pilares.

Un lecho amortiguador de 26 metros de longitud recibe las aguas a continuación del vertedero.

1.8 Toma de agua

La toma de agua va instalada también en la presa de pilares, en la orilla derecha del río. Cada uno de los cuatro vanos se encuentra ubicado "a caballo" sobre dos pilares; el tubo de presión de 7 metros de diámetro que pasa entre los mismos va anclado en un macizo unido a la solera de fundación común a los dos pilares. Cada vano está provisto de una rejilla de 16 m x 12 m y de una compuerta vagón de cierre rápido de 7 m x 7 m, entre los cuales se encuentran las ranuras que permiten la colocación de una atagüa de servicio en cuatro elementos.

1.9 Usina

La usina se encuentra ubicada inmediatamente al pie de la presa. El edificio, de estructura de hormigón armado, mide 141 metros de longitud y 20 metros de anchura. La estructura de cubierta de la usina está formada por placas de hormigón armado, que toman apoyo sobre vigas y correas de acero, con una cubierta exterior de placas de fibro-cemento corrugadas.

La usina consta de cuatro grupos Kaplan idénticos, de eje vertical, cuyas características principales son las siguientes :

caudal unitario : 166 m³/segundo

salto neto : 16 m a 26 m

potencia máxima
instalada : 32 MW

Una pantalla vertical de hormigón armado subdivide cada aspirador en dos canales de descarga que desembocan en el cauce del río 10 metros aguas abajo del muro de aguas abajo de la usina, pero que pueden quedar cerrados por medio de dos juegos de atagüas de 8,6 m x 4 m, instalados por medio de un pórtico de manipulación de cargas instalado en la plataforma de aguas abajo de los transformadores de la subestación.

1.10 Resumen cronológico

La construcción de las diversas estructuras tuvo lugar entre 1936 y 1948.

La puesta en funcionamiento de la usina tuvo lugar a su vez entre 1945 y 1948.

En abril de 1959 se produjo una crecida excepcional cuyo caudal fue evaluado en 16 800 m³/segundo. El nivel aguas arriba alcanzó la cota 85,1 m con relación al nivel 0 local; únicamente las crestas de los bloques de la toma de agua y del vertedero se situaban en la cota 86,9. El agua pasó por encima de los demás bloques de la presa de pilares y del dique de gravedad, cuya coronación se encontraba a 84,3. Según un estudio efectuado en la época, el caudal evacuado aguas abajo ascendió a 9 500 m³/segundo. La usina quedó inundada: el nivel de las aguas ascendió hasta la cota 67,9 metros, o sea 3 metros por encima del nivel de acceso a la sala de máquinas.

La presa soportó esta crecida sin sufrir daños importantes.

Los grupos fueron puestos en servicio entre marzo y junio de 1960, tras haber cambiado los devanados principales de los estatores de los alternadores.

En 1969, se procedió al recrecimiento de la presa, de tal modo que el conjunto de la coronación de las estructuras de hormigón se encontrase en la cota 86,9, mientras que a su vez, los diques laterales de tierra se encontraban en la cota 87,00.

Se han construido muros de protección aguas abajo por ambas partes del lecho amortiguador. El muro de protección de la orilla izquierda se ha construido en 1948-1949. El muro de la orilla derecha en 1959-1960.

Según un estudio de SOFRELEC, una crecida superior a aquélla de 1959 puede quedar laminada en gran parte por el embalse entre las cotas 80 y 86,75. Situándose en el caso más desfavorable, 7 500 m³/segundo serían descargados entonces aguas abajo, con un nivel de aguas abajo que se establece en 66,6 en el embalse de Rincón de Baygorria. Se han tomado las disposiciones necesarias (muro, ataguías) para impedir, en principio, que la usina pueda quedar inundada.

Se proyecta emprender diversos trabajos dentro de breve plazo, con objeto de mejorar más aún la seguridad por lo que se refiere a las crecidas. Estos trabajos consisten en la construcción de un dique de tierra de 1 300 metros de longitud y 5 metros de altura máxima, destinado al recrecimiento del cierre formado por el collado natural, en la orilla derecha, aguas arriba de la presa.

2. OBSERVACIONES RELATIVAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

2.1 Hormigones

Se ha procedido a la visita de todas las partes accesibles de la estructura. De modo general, las estructuras de hormigón parecen encontrarse en buen estado. No se ha registrado ningún daño o degradación importante. Es perfectamente evidente que la presa es objeto de un mantenimiento esmerado.

No obstante, hemos puesto toda nuestra atención respecto a cierto número de puntos particulares de la estructura, sumamente localizados, cuyos comentarios figuran a continuación.

2.1.1 Paramentos de aguas arriba de la presa - Reparaciones de las cabezas de los pilares R2 y E4

En el momento de efectuar la visita, el nivel de las aguas arriba se encontraba virtualmente en la cota de embalse normal (80,00). Una inspección visual efectuada en barco, a lo largo de la totalidad del paramento, no nos ha permitido apreciar ninguna anomalía.

Es visible un revestimiento espeso aplicado en las cabezas de los pilares R2 y E4, en la orilla derecha. Durante la construcción en 1942 aparecieron fisuras superficiales. Su origen parecía deberse al calor de hidratación del hormigón en el momento de la ejecución de la presa. Por lo que parece, este problema se ha resuelto, para los demás pilares, se ha utilizado la refrigeración por medio de agua, mediante tubos de latón dispuestos en cada nueva operación de hormigonado.

Las dos cabezas degradadas fueron reparadas en 1942 por medio de una armadura y de un mortero (¿u hormigón?) proyectado. Los contornos del revestimiento así ejecutado parecen encontrarse desprendidos en la actualidad. Este aspecto es el mismo desde hace muchos años y no se detecta ninguna evolución. Tampoco aparece ninguna fuga hacia aguas abajo. La carga de agua de aguas arriba sobre estas reparaciones es además sumamente reducida.

2.1.2 Juntas de dilatación entre paramentos (Figuras nº 2 y 3)

Las juntas van dispuestas entre dos cabezas de pilar, según el principio de las presas de pilares de tipo Noetzli. Dichas

juntas están formadas por una chapa de cobre de 2 mm de espesor y 600 mm de ancho, cuya omega central se encuentra embebida en un material de relleno pastozo a base de asfalto, que se encuentra a 45 cm del paramento de aguas arriba y reforzado 55 cm en la parte aguas abajo por un tubo de latón "bloqueado" en un material del mismo tipo.

Estas juntas descienden hasta el rastrillo de aguas arriba de hormigón, construido en la roca. Para los paramentos que soportan la lámina vertiente, la junta de dilatación se detiene en la parte superior, en el umbral del vertedero, inmediatamente aguas abajo de la compuerta.

Se han planteado numerosos problemas durante la construcción, por lo que respecta a la utilización del asfalto, que ha sido aplicado en caliente. Y, además, a partir del momento de la puesta en carga de agua del embalse, las juntas de los pilares del vertedero, U1 a U13 han acusado fugas importantes. Se han efectuado diversas tentativas de reparación cuyo resultado ha sido infructuoso: inyección de lechadas de cemento a partir de la sección aguas abajo.

Finalmente, parece que se haya producido un rodeo de la conexión "chapa de cobre - pieza fija del umbral", por parte del agua y circulación de esta última en la junta de aguas abajo mal cerrada por el relleno de asfalto defectuoso. Se han obtenido resultados satisfactorios en 1979 ó 1980 con motivo de una campaña de trabajos que ha integrado un relleno complementario de asfalto y la ejecución, sobre el hormigón de los umbrales de los vanos, de un revestimiento hermético de tipo epoxílico (SIKA 43).

Desde el momento de esta intervención, aún siguen subsistiendo algunos rezumamientos aguas abajo, a lo largo de las juntas pero son de poca importancia y, según las indicaciones que nos han sido facilitadas, no se observa ninguna evolución desfavorable.

Todas las demás juntas se encuentran perfectamente secas, salvo las juntas U1-R2 y R2-R3, en las cuales se observan algunos ligeros rezumamientos.

Al proceder a la visita que hemos efectuado, el comportamiento de las juntas nos ha parecido satisfactorio. No obstante sería deseable instalar un dispositivo en la parte de aguas abajo, en cada alvéolo, que permita seguir la evolución, si así procede, de las fugas en el tiempo, y ello junta por junta (dispositivo sencillo adaptado a cada caso particular, como por ejemplo un tubo sellado que canalice la fuga y permita su medición por medio de una capacidad calibrada).

2.1.3 Placas de aguas abajo del vertedero de demasías (figura nº 4)

El hormigón de las placas se encuentra en un estado sumamente incorrecto, y fundamentalmente en la parte inferior del canal de descarga, al nivel de las juntas horizontales de construcción. La parte superior del canal de descarga se ha rehabilitado en 1981-1982, utilizando, concretamente, un producto SIKA.

También parece conveniente rehabilitar lo antes posible el conjunto de estas placas. Cabe tener en cuenta que las obras se verían actualmente obstaculizadas con motivo de las abundantes fugas debidas a la impermeabilidad defectuosa de las compuertas. Existen importantes agujeros en el canal de descarga de aguas abajo, en su parte inferior. Las infiltraciones de aguas más importantes, procedentes del canal de descarga de aguas abajo, se presentan en el interior de los alvéolos formados por los pilares U10-U11 y U8-U9.

La rehabilitación de estos hormigones degradados se podría efectuar de la forma siguiente:

- . limpieza por aire comprimido o con agua de alta presión, con objeto de obtener un soporte perfectamente sano
- . secado del soporte
- . aplicación de una cola a base de un producto epoxílico bicomponente
- . aplicación de un mortero epoxílico para las degradaciones de pequeño volumen
- . para las degradaciones de un volumen más importante, aplicación de un hormigón de cemento con incorporación de acetato de polivinilo (tipo RHODOCIM) o de estireno butadieno. Estos aditivos termoplásticos proporcionan al hormigón cierta flexibilidad que se opone a la retracción natural del primer momento de la construcción y mejora su adherencia al soporte. Se adjunta a título informativo y como anexo al presente capítulo la ficha técnica del fabricante relativa al RHODOCIM.

2.1.4 Sellado de las piezas fijas de apoyo de las compuertas de toma de agua

Las compuertas de toma de agua son compuertas tipo vagón cuyas ranuras llevan un guía vertical aguas abajo y, por

aguas arriba 2 x 2 piezas metálicas para la posición abierta de cada una de las compuertas. Con el objeto de mejorar el apoyo y disminuir ciertas vibraciones se han fijado recientemente sobre estas piezas iniciales calces suplementarios de 10 cm x 20 cm, que reducen la holgura de 8 a 3 mm aproximadamente.

Una inspección efectuada en la ranura de la orilla derecha de la compuerta del grupo nº 4 ha permitido observar que el guía de aguas abajo y el nuevo calce de aguas arribas parecen encontrarse perfectamente anclados en el hormigón. En cambio, el sellado de la pieza de apoyo inicial superior parece defectuoso: el hormigón suena a "hueco". Se debe considerar en este aspecto una rehabilitación de volumen reducido que se podría efectuar con un mortero de resina epoxilica aplicado sobre capa primaria epoxilica. Sera preciso proceder a una investigación de mayor precisión para determinar detalladamente el modo de ejecución. De todos modos, la reparación del defecto observado no presenta ningún carácter de urgencia y se podrá emprender con motivo de la parada del grupo para renovación.

2.1.5 Hormigón de sellado de conexión cubierta de rodete-aspirador (figura nº 5)

Los desórdenes acaecidos durante los años 1970 en las chapas de blindaje de esta zona y que se indican por separado, se derivan, probablemente, de un problema de enlace de virolas de espesor diferente y de un fallo posible de su anclaje.

Con motivo de la inspección, se ha ejecutado en el blindaje del aspirador del grupo nº 4 una apertura de 20 cm de anchura y 60 cm de altura, inmediatamente bajo la conexión con la cubierta de rueda, aproximadamente entre las cotas 48,80 y 49,40, habiéndose efectuado un sondeo por medio de un martillo picador. Este reconocimiento ha permitido, comprobar:

- . la presencia de rezumamientos detrás del blindaje
- . el correcto estado del hormigón de sellado: el hormigón es duro y compacto, y la junta de construcción en la cota 49,00 no es visible
- . la desintegración y la insuficiencia de lechada del cemento inyectado para obtener la adherencia de las chapas.

Para mejorar la adherencia entre las chapas y el hormigón, se recomienda proceder a la inyección de una resina epoxilica, más fluida. Los orificios de inyección se podrían ejecutar según una separación reticular de un metro. La presión de inyección deberá ser compatible con el espesor y el anclaje de las chapas y no ser superior a 2 bares.

Cabe recordar que se deben tomar las precauciones necesarias, habida cuenta de la temperatura, por lo que respecta a la mezcla de los dos componentes. (Véase documentación técnica a partir de la página 31).

2.1.6 Hormigones del aspirador

En 1953 se ha producido un incidente en el aspirador del grupo nº 4: las chapas de blindaje han quedado levantadas y arrancadas, en solera, en la parte de aguas abajo del aspirador, sobre una superficie de 40 m² aproximadamente. Esta degradación parece tener como origen, probablemente, la existencia de subpresiones procedentes de aguas abajo y un defecto de anclaje de las chapas. Por lo que parece, el Señor SALLES Ingeniero experto uruguayo, que ha tenido a su cargo el establecimiento del concepto de la reparación, ha procedido entonces a la verificación del comportamiento a las subpresiones de los anclajes y de los blindajes de los demás aspiradores. De cualquier modo, no se ha producido efectivamente ningún otro incidente, por lo que se refiere a los demás grupos.

La reparación del aspirador del grupo 4 ha incluido un recalce con ejecución de 30 m³ de hormigón armado y el anclaje cuidadoso de nuevas chapas. Esta reparación presenta un buen aspecto y un buen comportamiento.

Al proceder a la inspección, se ha podido también observar el hormigón del aspirador del grupo nº 4, aguas abajo de los blindajes, que se encuentra en estado perfectamente correcto. Únicamente se ha podido apreciar un desprendimiento de revestimiento, despegado, en el paramento del muro lateral de la orilla izquierda. La rehabilitación aconsejada consiste en aplicar un mortero epoxílico sobre capa primaria, tras limpieza esperada de la zona interesada.

2.1.7 Hormigones de umbral de la atagüa aguas abajo del aspirador

Se ha podido también comprobar la hermeticidad perfectamente correcta de la atagüa aguas abajo del grupo 4 (únicamente se producen algunas fugas de poca importancia al nivel del umbral) lo cual demuestra la eficacia de la rehabilitación de impermeabilidad efectuada previamente en cada uno de los cuatro elementos de la atagüa. De todos modos, ninguna infiltración de agua ha rodeado las piezas fijas ni el hormigón del umbral y desde aguas arriba no se puede observar deterioro del mismo.

No obstante cabe pensar que las patas metálicas de obturación de las ranuras de la atagüa entran en vibración cuando se encuentran colocadas y contribuyen a la larga, a deteriorar el hormigón de apoyo por cavitación. La instalación de una capa espesa de neopreno, bajo la platina de apoyo inferior de las patas metálicas puede posiblemente contr-buir para amortiguar las vibraciones.

2.2 Problemas de ingeniería civil relacionados con el equipo de compuertas

2.2.1 Compuertas del vertedero (aliviadero) (figura nº 4)

Parece preciso intervenir en las compuertas con objeto de modificar sus sellados de estanqueidad. Ahora bien, no existe ningún dispositivo de origen que permita colocar atagüas en los vanos. Por otro lado, la capacidad del emblase aguas arriba, los imperativos de su operación y la rapidez de variación de las opartaciones son tales, que no se puede esperar anualmente un lapso de tiempo superior a un mes continuo (incluso ciertos años únicamente quince días) para efectuar los trabajos. El problema primordial reside menos aún en el periodo durante el transcurso del cual el nivel se encuentra por debajo de la cota 76 (umbral de las compuertas), y reside en mayor proporción en la gran incertitumbre en cuanto a una subida rápida del nivel. Efectivamente, se registra corrientemente subidas de nivel de, aproximadamente, un metro en 48 horas lo cual deja muy poco tiempo para terminar la intervención, evacuar las obras y volver a poner en funcionamiento la compuerta. Se pueden contemplar entonces varias soluciones.

La primera idea consistiría en concebir una atagüa provisional flotante que se vendría a colocar en el tramo de aguas arriba del vano. El apoyo lateral de este órgano resulta relativamente fácil de estudiar y de ejecutar, en los morros de pilar aguas arriba que sin duda alguna tienen capacidad para soportar el esfuerzo derivado del empuje del agua. Pero el apoyo horizontal inferior (en la cota 72,3) de una atagüa semejante se encontraría sobre la parte redondeada de las cabezas de pilar y resulta difícil entonces imaginar como se podría construir una pieza de apoyo sencilla y hermética cuya instalación únicamente se puede efectuar en el agua. Esta solución nos parece presentar dificultades así como incertitumbres demasiado importantes para que la misma se pueda adoptar, y ello con tanto mayor motivo si se tiene en cuenta que la colocación y el mantenimiento en posición de semejante dispositivo dependen de un nivel que el operador se encuentra difícilmente en condiciones de conocer y dominar.

Una segunda solución podría consistir en la construcción de una decimotercera compuerta -equipo de repuesto- con nuevos sistemas de hermeticidad. Cabe pensar que la operación que consiste en levantar una de las doce compuertas y proceder a su substitución por la nueva compuerta se podría ejecutar en menos de quince días, aprovechando un periodo de bajas aguas, y las demás compuertas se substituirían acto seguido del mismo modo previa rehabilitación de los sistemas de

hermeticidad de la compuerta levantada, operación que se podría ejecutar en un área exterior proyectada para tal finalidad. Para que sea posible proceder a esta operación es necesario, no obstante que la manipulación de las compuertas se pueda ejecutar a partir de la coronación de la presa:

- la pasarela debería poder permitir el desplazamiento y la carga de cada compuerta (peso 20 toneladas) por un lado, y del equipo de elevación (grúa) a instalar provisionalmente a la perpendicular de cada vano, por otro lado. Esta pasarela se ha ensanchado en 1969, con motivo de trabajos de recrecimiento de la presa. Parece conveniente conocer la carga máxima que puede soportar la estructura de origen, de hormigón armado, así como la estructura construida en 1969, también de hormigón armado, prefabricado en parte (figuras nº 6 y nº 7). A primera vista, parece que la placa de ensanchamiento de la pasarela, se encuentre insuficientemente armada para poder soportar los esfuerzos suplementarios necesarios para la manipulación de las cargas. Se podría contrarrestar este inconveniente, posiblemente, por medio de vigas metálicas provisionales, tendidas de un pilar a otro en la pasarela existente.

Pero, aún siguen subsistiendo problemas de volumen debidos a los pretiles existentes de hormigón armado, en particular. Se puede ver que las sujeciones correspondientes a esta solución son importantes y, a pesar de que la misma presenta la ventaja de poner una compuerta de repuesto a la disposición de los operadores, su costo tendrá cierta importancia, sin duda alguna.

Se puede imaginar una tercera solución. Se trata de la instalación de una atagüa provisional aguas abajo de la compuerta, que permita la maniobra de la misma en aguas muertas para cualquier intervención relativa a su hermeticidad. Este dispositivo se ha descrito en forma detallada por otro lado (capítulo IV.1.3). La atagüa, inclinada, podría tomar apoyo en primer lugar sobre el umbral, en la cota 76 y, en segundo lugar, lateralmente en las partes superiores de aguas abajo de los pilares. Las estructuras de ingeniería civil pueden soportar, probablemente, los esfuerzos de empuje que se habrán de derivar de ello; lógicamente, sería preciso verificar este punto previamente. Esta tercera solución es, sin duda alguna, la más sencilla y la menos costosa.

No obstante, es preciso tener en cuenta que estas dos últimas soluciones no permiten trabajar en los guías y piezas fijas de hermeticidad.

Finalmente, una cuarta solución puede consistir en fabricar una compuerta de atagüa capaces de cerrar o establecer el pleno caudal de un vano (pero no obtener su regulación). Sus dispositivos de hermeticidad quedarían avanzados hacia aguas arriba y sus rodillos desplazados con relación a los mismos órganos de las compuertas ya existentes. Un pórtico móvil, que sería preciso construir, permitiría el desmontaje de la compuerta para su reparación y su cambio provisional por los cierres de servicio cuya forma adaptada permitiría intervenir en las piezas fijas.

Durante este intervalo, se procedería a la reparación de la compuerta de origen. El conjunto de operaciones de colocación y desmontaje de los cierres de servicio se podría efectuar dentro de lo posible durante los períodos de aguas bajas. Pero esta condición, aun cuando sí parece deseable, no es en cambio, indispensable. Por otra parte, cabe advertir que aún se dispone durante la totalidad del tiempo durante el cual el vano se encuentra cerrado, de las 11/12 de las posibilidades de evacuación de crecidas y, que, en caso de necesidad absoluta se puede contemplar levantar en carga el cierre de servicio.

No obstante, cabe precisar que, sea cual sea la solución, los detalles técnicos únicamente serán conocidos, en primer lugar en grandes rasgos, después de los estudios efectuados por los constructores consultados y a continuación, con mayor precisión después del estudio llevado a cabo por el constructor seleccionado.

2.2.2 Compuerta de atagüa aguas abajo del aspirador (figura nº 8)

Ya hemos visto en el apartado 2.1.7 que las fugas de la compuerta de atagüa, colocada aguas abajo del aspirador del grupo nº 4, son sumamente reducidas. Este excelente resultado se había obtenido debido a las rehabilitaciones de hermeticidad efectuadas entre cada uno de los cuatro elementos. Por otra parte, la empresa operadora desea reducir el tiempo de cierre por atagüas que en la actualidad se eleva a unas ocho horas.

De ello se ha derivado la idea de disponer la atagüa en su lugar en una sola vez. Cada elemento pesa actualmente 10 toneladas. Si se desea volver a utilizar estas atagüas, será preciso reforzar cada uno de los tres elementos superiores para que pueda soportar el o los elementos inferiores. Por consiguiente, se deberá instalar un nuevo pórtico de 50 a 60 toneladas. Además de las sujeciones que se derivan del volumen y peso de este último, así como de la presencia de los transformadores en la plataforma de aguas abajo de la planta de la usina, los problemas planteados por la estructura de las obras civiles propiamente dichas

se deberán resolver previamente. Dicha estructura se ha calculado de forma escasa en cuanto a sus dimensiones y posibilidades (y en particular, la viga de rodadura de aguas arriba, en consola sobre el muro de aguas abajo de la usina). Ello se podría verificar por medio de un cálculo. La ejecución de una atagüa nueva de una sola pieza, en sustitución de los cuatro elementos actuales, permitiría sin duda alguna ganar un poco respecto a la carga total del nuevo pórtico. Incluso en tal caso, sería sin duda alguna necesario un refuerzo de la viga de aguas arriba, por lo menos.

Este refuerzo parece difícil realizar y es sumamente costoso: o bien es preciso derribar y reconstruir una nueva viga, o bien se puede recurrir a la técnica de las platinas metálicas encoladas por medio de resina. Se debería efectuar un estudio cuidadoso y tener en cuenta las incertidumbres y las incógnitas que se derivan de cualquier técnica nueva: la perennidad de este tipo de refuerzos debe quedar confirmada (riesgos de fluencia de la resina al cabo de un tiempo más o menos largo). La construcción de una nueva viga, de ser posible, parece sin duda alguna una solución preferible.

2.2.3 Cierres de servicio de los grupos

Los troncos de árboles semisumergidos, atraídos por la corriente, se pueden introducir lateralmente detrás de la pantalla que prolonga las rejas. Acto seguido se pueden depositar en el tejado de la cámara de carga, obturar los orificios de paso de los cierres de servicio por penetrar en los mismos. Parece interesante contemplar una protección de la ranura y de los orificios de paso (muro, reja, red, etc.) contra estos cuerpos sumergidos.

2.3 Drenaje y auscultación de las estructuras

Para garantizar la seguridad de una presa, es importante que la misma se encuentre correctamente drenada y perfectamente auscultada.

Los dispositivos de drenaje y auscultación se encuentran actualmente en curso de renovación. Parece importante que esta operación se pueda llevar a buen término y dentro de los plazos más reducidos.

2.3.1 Drenaje y mediciones de fugas

Según el proyecto de construcción, se había previsto una red de drenaje aguas abajo de la presa Noetzli, por un lado, así como en el dique de gravedad de la orilla izquierda, por otro lado.

En el primer caso, las soleras de cada pilar se encuentran perforadas con orificios de drenaje y separadas por un conducto que recoge las aguas de fuga y de drenaje. Según nuestra opinión, parece importante que estos conductos queden limpiados debidamente y de forma periódica y que, en cada alvéolo en que así se justifique con motivos de las infiltraciones de agua, se instale un dispositivo de medición de fugas. Efectivamente, creemos sea importante seguir por medio de mediciones, o, si únicamente se trata de rezumamientos, por observación visual, la posible evolución de las fugas que se producen en cada alvéolo en la parte de aguas abajo.

Del mismo modo, parece útil seguir la evolución de los rezumamientos por medio de las juntas del vertedero de demasías. No obstante, cabe hacer hincapié respecto al hecho que un dispositivo de medición resulta difícil de instalar, ya que en el caso presente las soleras entre pilares se encuentran inundadas por el nivel del agua en el lecho amortiguador de aguas abajo.

En el dique de gravedad existe una galería longitudinal circulable (sección 1 m x 1,8 m) en la cual desemboca, para cada bloque de diez metros aproximadamente, un pequeño pozo drenante vertical superior dispuesto a 3 m o 3,5 m del paramento de aguas abajo. También se había ejecutado a partir de esta galería, y aguas abajo de la cortina de impermeabilización, perforaciones drenantes, así como pozos destinados a la medición de la piezometría. Pero, según las informaciones recogidas con motivo de nuestra visita, nos parece que las inyecciones de adherencia o de hermeticidad se hayan proseguido en los años 1950. Probablemente, dichas inyecciones han obturado los drenes existentes. La galería de inspección se encuentra perfectamente seca.

Por nuestra parte, creemos sería deseable, reconstituir la red de drenaje de la fundación por medio de una nueva perforación vertical ejecutada cada 5 metros, a partir de la solera de la galería, con una profundidad máxima de unos 8 metros.

2.3.2 Piezometría

Existe la posibilidad de conocer la piezometría en las fundaciones de la presa Noetzli, por medio de un perfil equipado cada 25 metros aproximadamente, o sea un pilar de cada dos, por término medio. Para cada perfil, existe en la mayor parte de los casos tres perforaciones, que descienden en la roca de 1 a 6 metros: uno de ellos aguas arriba, inclinado, virtualmente paralelo a la pendiente de aguas arriba; otro en el eje y, finalmente uno aguas abajo, inclinado, y virtualmente paralelo a la pendiente del muro de aguas abajo. Cada una de estas perforaciones queda prolongada por un tubo metálico sellado en el pilar y cuya cabeza se encuentra al nivel 65,8 de la pasarela de inspección. La lectura se efectúa por medio de una sonda introducida en el tubo.

Este dispositivo se encuentra en curso de renovación.

También se ha proyectado instalar nuevos piezómetros en la fundación del dique de gravedad, cosa que nos parece, efectivamente, indispensable desde todos los puntos de vista. En una primera etapa, parece que sería suficiente uno o dos piezómetros cada 20 metros. Si así procede, los piezómetros quedarían dotados de un manómetro. De cualquier modo, la red de piezómetros deberá quedar separada de la red "drenaje".

2.3.3 Péndulos

La UTE se propone instalar dentro de breve plazo dos péndulos directos: uno detrás de la usina, en las cercanías del pilar E2, y el otro en el primer bloque (R7) del dique de gravedad, aprovechando la presencia de un pozo de acceso a un ramal de galería profundo.

No existe ningún sistema de auscultación topográfica y ello no parece necesario.

Por el contrario sí parece deseable, según nuestra opinión, completar el dispositivo proyectado con la instalación de péndulos suplementarios, en particular, en el vertedero de demasías y en el dique de gravedad.

2.3.4 Otros dispositivos de auscultación

Ocho extensómetros se encuentran en curso de puesta en servicio (o de nueva puesta en servicio) al pie de los pilares de la toma de agua.

2.3.5 Periodicidad de las mediciones de auscultación

Las mediciones de las fugas, el registro de los niveles piezométricos y el de los péndulos se debería efectuar por parte de la UTE cada quince días o mensualmente, por ejemplo con motivo de una visita de inspección visual de la presa, inscribiendo cada medición (en función del tiempo) en un gráfico esmeradamente actualizado.

2.4 Inmediaciones de las estructuras

2.4.1 Orillas del embalse

Se comprueba una erosión de las orillas en ciertos puntos sumamente localizados del embalse. Los hundimientos que de ello podrían derivarse alcanzarían volúmenes relativamente muy reducidos, habida cuenta de la capacidad del embalse y las pendientes de las orillas se presentan de tal modo que es difícil imaginar que pueda acaecer un incidente importante de este género.

Inmediatamente aguas arriba de la presa, en la orilla izquierda, una de estas erosiones corresponde a una plantación de eucaliptos y pinos que incluso llega a poner al descubierto las raíces de los árboles.

A unos 20 kilómetros aproximadamente aguas arriba, también en la orilla izquierda, el hundimiento más importante se refiere a un "acantilado" rocoso de unos 10 metros de altura y 300 a 400 metros de longitud.

Un geólogo se encuentra actualmente estudiando de forma cuidadosa el carácter de estos fenómenos.

2.4.2 Rocas aguas abajo del lecho amortiguador (figura nº 9)

Han aparecido aguas abajo del lecho diversas socavaciones importantes, a partir del momento en que se comenzó a poner

en funcionamiento el vertedero de demasías. Y se han podido medir agujeros de 3 a 4 metros de profundidad. Dichos agujeros han sido cerrados por medio de hormigón aplicado bajo el agua, pero el hormigón ha desaparecido en mayor o menor proporción, con motivo de las crecidas de 1959, en particular.

Parece que se haya podido resolver una gran parte del problema por la construcción de un muro paralelo a la corriente de 70 metros de longitud aproximadamente, entre el lecho amortiguador y la margen de la orilla izquierda. Este muro corta los torbellinos. En 1960, la ejecución de una ataguía provisional de tierra a permitido visitar la roca del cauce en una superficie bastante grande. El levantamiento topográfico pone de manifiesto un foso de 4 m de profundidad a 40 m del lecho amortiguador en el eje del mismo, así como un foso de 7 m de profundidad, y a la misma distancia, en la orilla izquierda, o sea a 10 metros aproximadamente del extremo aguas abajo del muro de acompañamiento.

Los ensayos por medio de un modelo hidráulico que se han efectuado durante el mismo año, han puesto de manifiesto una similitud sorprendente en cuanto a la forma de la corriente y, sobre todo, en la situación y la importancia de las socavaciones provocadas por la misma aguas abajo.

A partir de dicha época, se han efectuado periódicamente levantamientos batimétricos aguas abajo del lecho amortiguador. Los dos últimos tuvieron lugar en 1981 y 1983. Por lo que parece, la evolución de los fondos parece sumamente limitada: el foso central se ha profundizado de 5 m en 20 años, pero se sigue situando siempre a 30 m aguas abajo de la estructura y el perfil de la roca cercana del rastrillo de hormigón no parece haber sufrido modificación alguna.

Según nuestra opinión, parece interesante proseguir cada dos años estos controles batimétricos de nivel e incluso ampliar la superficie del levantamiento hasta 40 ó 50 metros, por lo menos en la orilla izquierda, con objeto de vigilar correctamente el foso que se encuentra cerca del muro de aleta (el levantamiento de 1981 se detiene a 30 m aguas abajo del rastrillo del lecho amortiguador, lo cual parece un poco corto).

Asimismo, parece interesante subrayar que el propio lecho amortiguador (cuya inspección tuvo lugar en 1960) no parece presentar ninguna degradación y que las márgenes aguas abajo del río son sumamente estables debido a su pendiente reducida y a las frecuentes acumulaciones de arena debidas a la acción de las aguas.

2.4.3 Canal de restitución de los grupos

Esta parte de la estructura no parece plantear problema alguno. No obstante, aconsejamos llevar a cabo un control batimétrico con objeto de verificar si existe alguna degradación.

2.5 Observaciones relativas a la inexistencia de desagüe de fondo

La presa no dispone de ningún órgano de desagüe de fondo.

En caso de producirse un incidente importante, el vertedero de demasías permite el descenso de las aguas hasta la cota de los umbrales (80 a 76). Por debajo de este nivel, únicamente se pueden utilizar los grupos para tal finalidad, en caso de que se encuentren disponibles e incluso la disminución obtenida por los mismos llega a ser insignificante debido a la superficie del plano de agua (de aproximadamente 1.000 km²) y asimismo del caudal de equipo (664 m³/segundo) comparado con las aportaciones (525 m³/segundo por término medio) en segundo lugar.

Aprovechando las obras de un posible complemento de equipo de Gabriel Terra, se podría contemplar la instalación de un órgano de desagüe de fondo. Para obtener la debida eficacia de este órgano, es decir que permita una disminución sensible de la superficie de las aguas, y ello dentro de un plazo razonable, parece preciso que sus dimensiones sean calculadas ampliamente. Por consiguiente la inversión para esa construcción sería de suma importancia. Por consiguiente UTE debería tener en cuenta, con el uso, los riesgos de crecida artificial en la sección de aguas abajo.

2.6 Antiguo conducto "Toma auxiliar"

Esta antigua toma de agua, de un diámetro de 900 mm, situada en la orilla derecha de la toma de agua principal se ha dejado de utilizar. Paralelamente, se encuentra un pequeño conducto anexo de 100 mm de diámetro que sirve para alimentar en agua potable la usina y el campamento. Su estado no es muy satisfactorio. Los operadores han procedido ya a la colocación de una pantalla de chapa aguas arriba del conducto de gran diámetro (la reja a desaparecido) y un fondo compacto agua abajo.

Con objeto de evitar cualquier incidente que podría llegar a ser grave, se aconseja de poner a estos conductos completamente fuera de servicio.

En caso de imposibilidad de poder proceder a su desmontaje, lo cual conduciría a trabajos importantes y de ejecución difícil, se puede contemplar llenarlos de hormigón tomando previamente la precaución de obtener adherencias correctas. En tales condiciones, la alimentación en agua de la usina y del campamento se puede obtener desde las tomas de los circuitos de refrigeración de la usina.

3. CONCLUSION

El diagnóstico relativo a las obras civiles del aprovechamiento de Gabriel Terra es, en su conjunto, favorable. No existe ninguna degradación visible que corra el riesgo de poner en juego la seguridad de las instalaciones a un plazo más o menos largo.

Los únicos fallos indicados en el presente informe se refieren a puntos de relativamente menos cuantía, y que además, se encuentran localizados, y para los cuales se ha previsto dentro de breve plazo una intervención por parte de UTE (las placas de aguas abajo del vertedero de demasías, por ejemplo).

El dispositivo de auscultación de la estructura se encuentra actualmente en curso de renovación. Se insiste en el presente informe respecto de la importancia de los controles que cabe tener en cuenta en este contexto, con respecto a la seguridad y a la duración de la presa. En el informe se propone o se precisa un cierto número de disposiciones que parecen necesarias en el aspecto de drenaje, de mediciones de fugas, de levantamientos piezométricos y de péndulos, y asimismo en lo que se refiere a la batimetría aguas abajo del lecho amortiguador y del canal de restitución de los grupos.

Finalmente, se deben estudiar las intervenciones proyectadas tanto en las compuertas del vertedero de demasías como en el pórtico de manipulación de la atagüa aval de los aspiradores, siempre teniendo en cuenta las posibilidades de las estructuras de soporte de hormigón armado.

GABRIEL TERRA

COUPES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

AVANT SURELEVATION

SECCIONES PRINCIPALES DEL DIQUE ANTES DEL RECRECIMIENTO

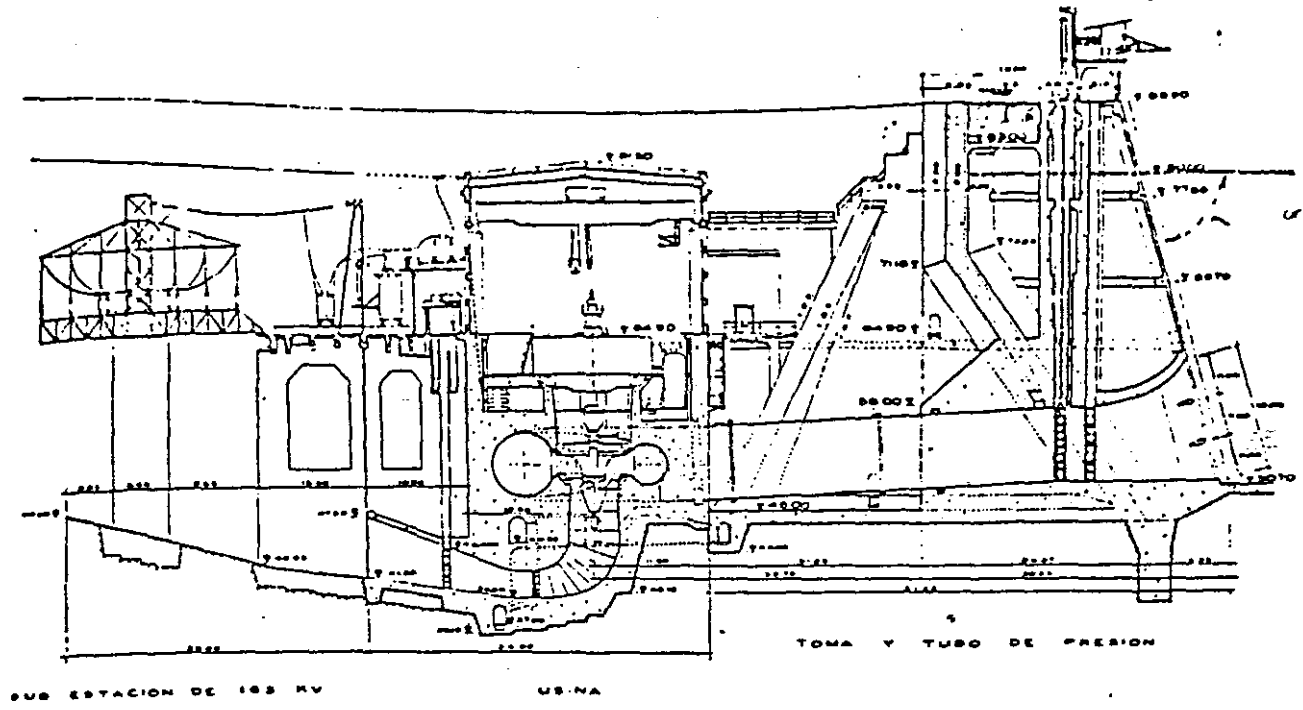


Fig. 4 - Sección transversal del dique y de la Usina de Rincón del Bonete

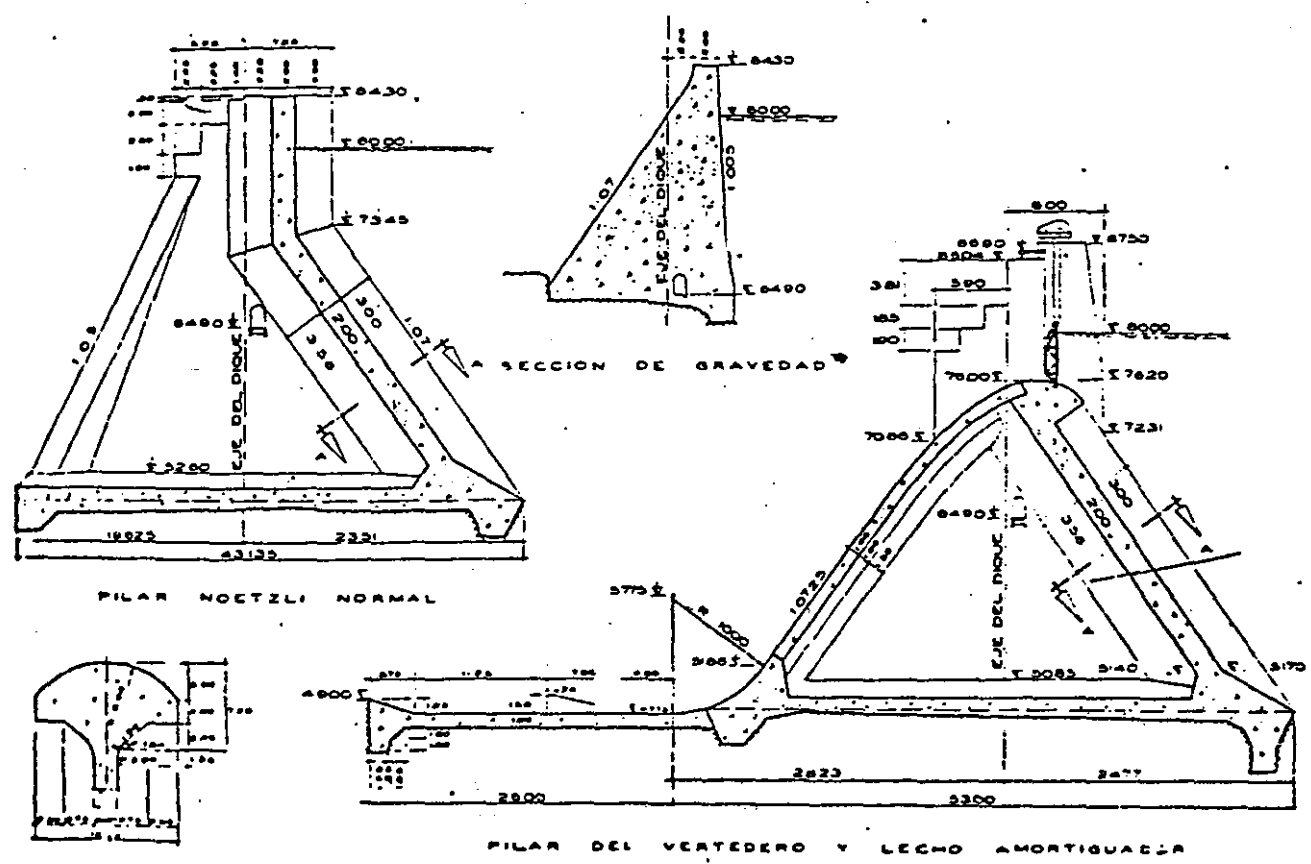


Fig. 5. - Secciones transversales del dique de Rincón del Bonete

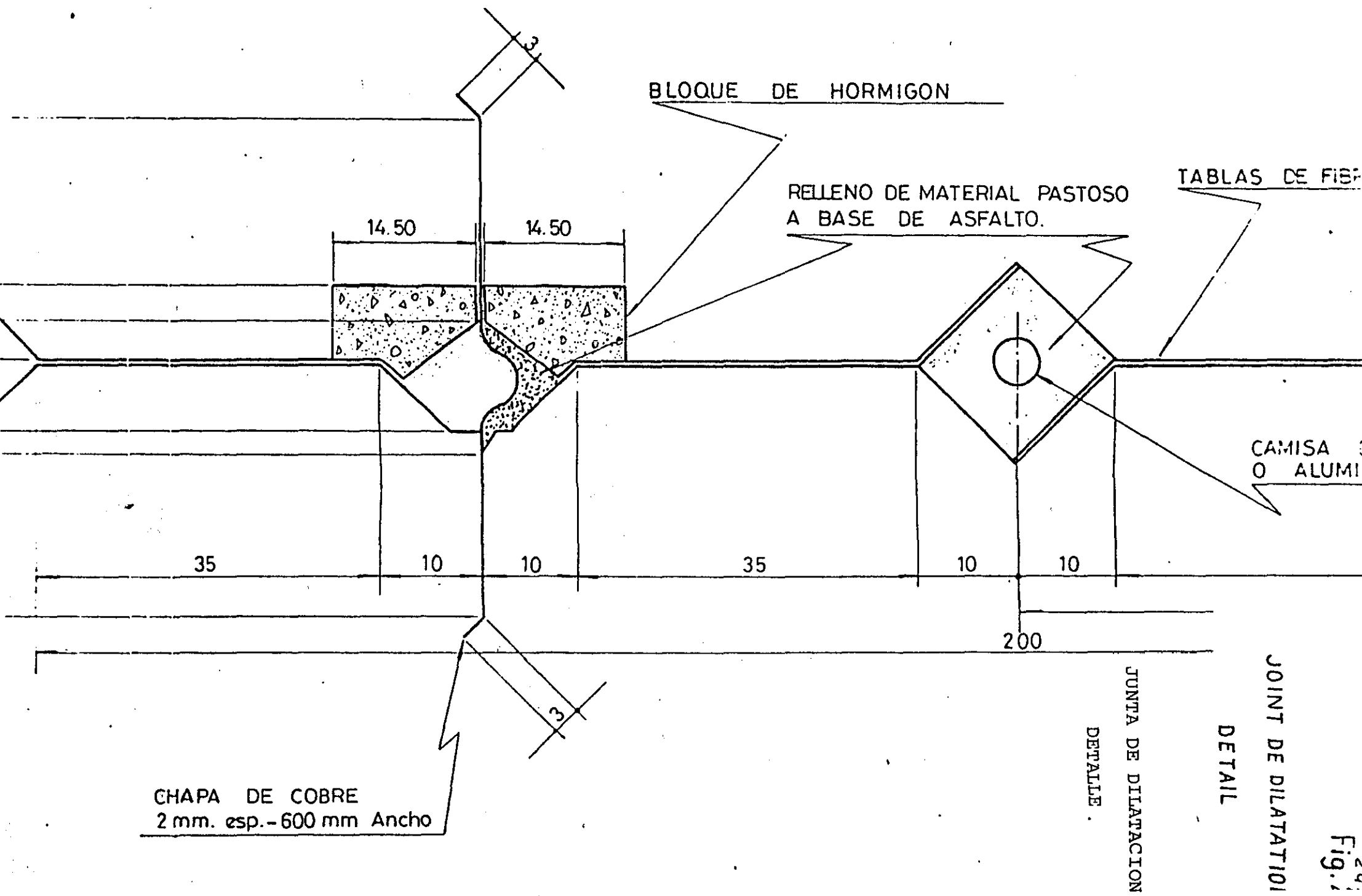
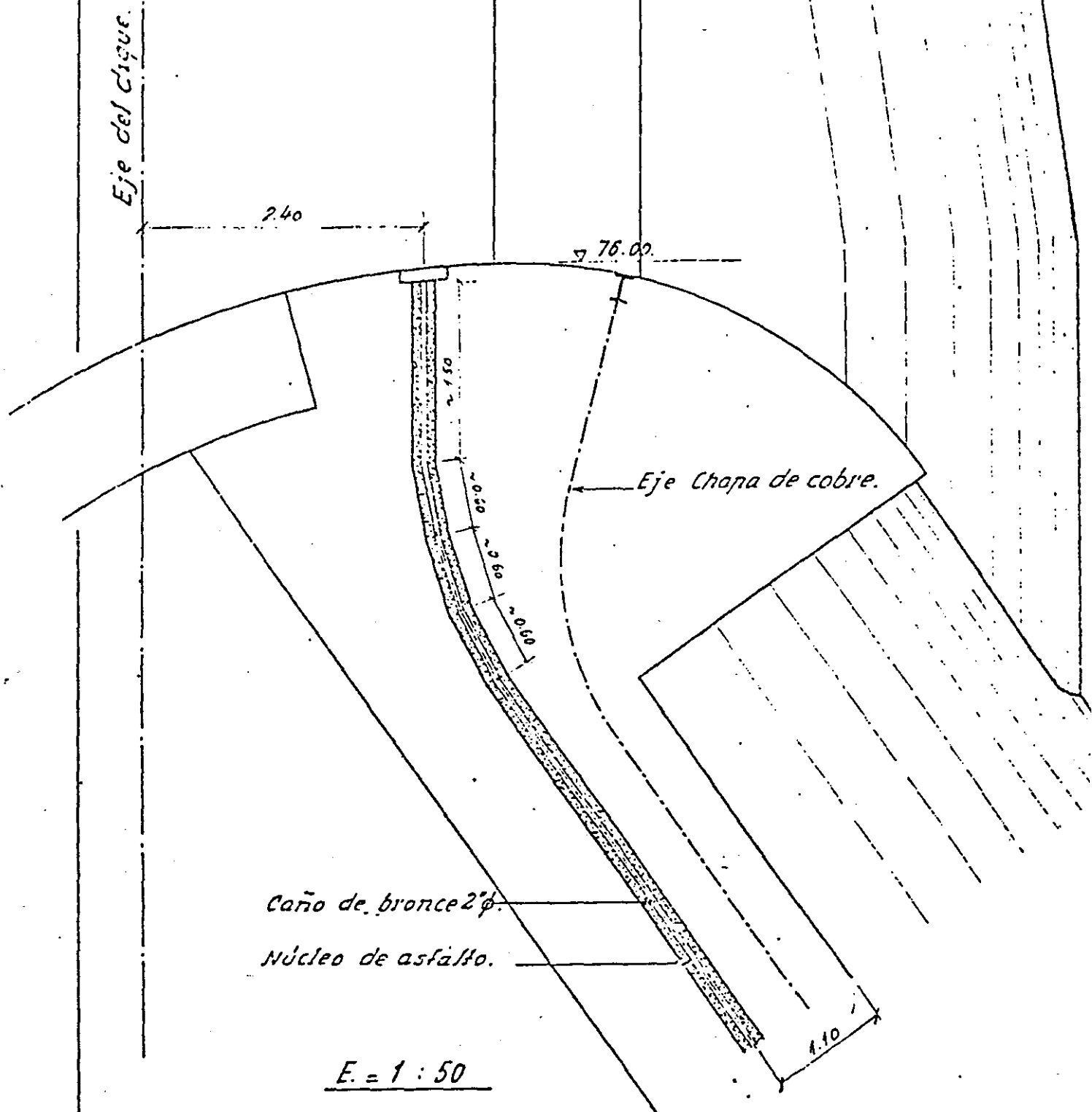


Fig. 1

Joint 'de dilatation'
au droit du seuil de l'évacuateur

Junta de dilatación
a la perpendicular del umbral del vertedero de demasías



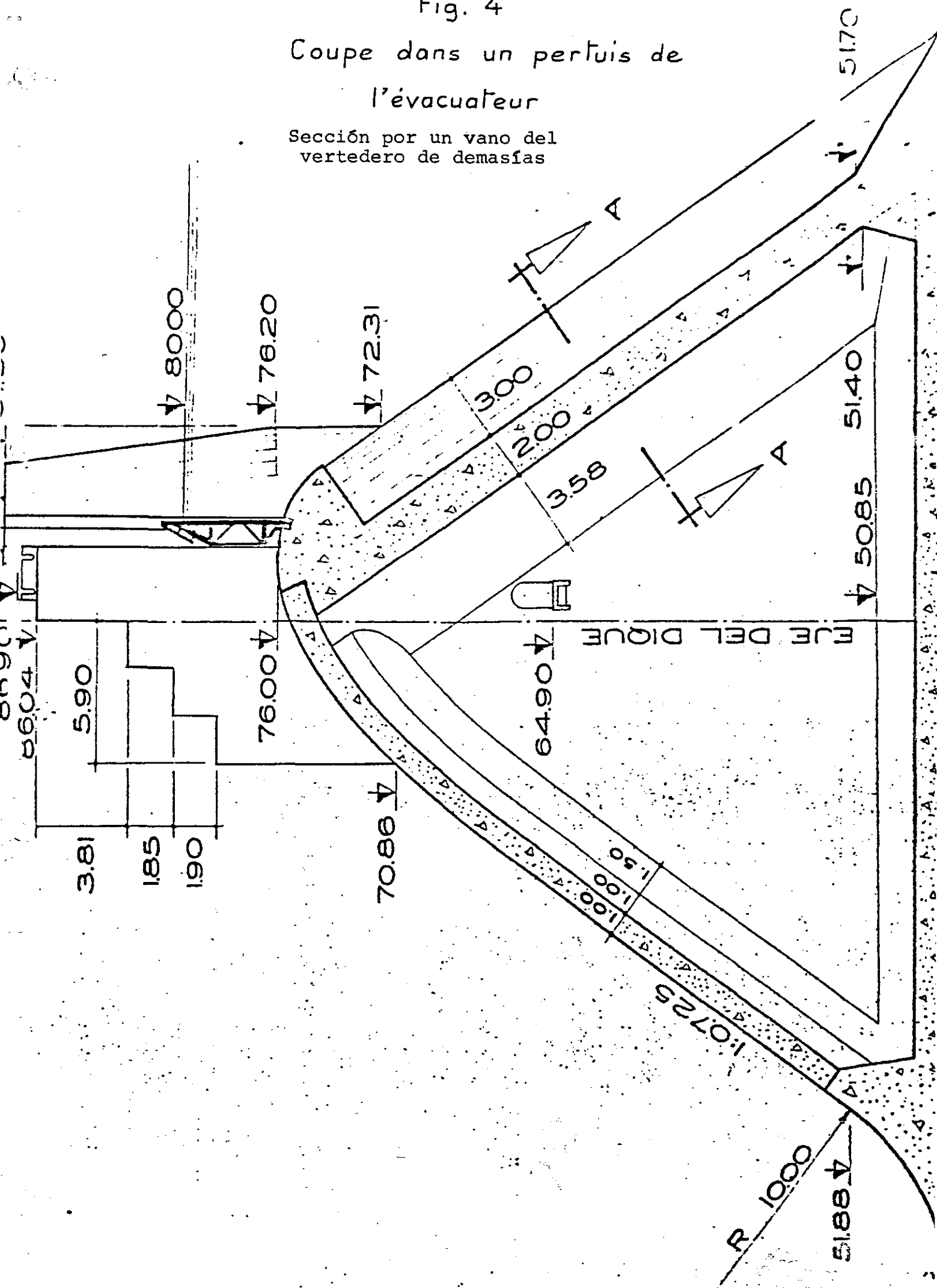
Terminación de la junta de
asfalto en la cresta de los
pilares U.

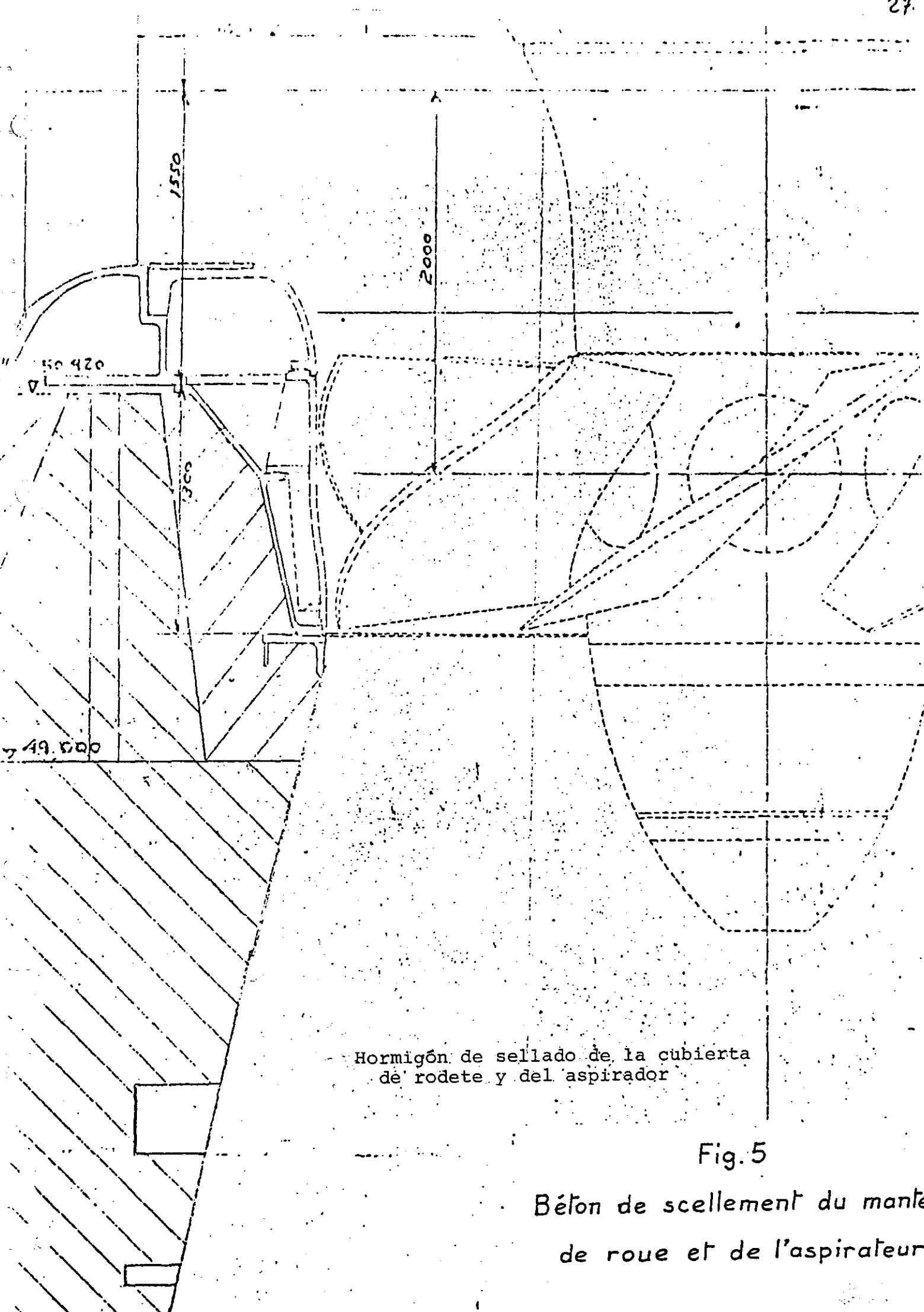
B2/82

Fig. 4

Coupe dans un pertuis de
l'évacuateur

Sección por un vano del
vertedero de demasías





Hormigón de sellado de la cubierta
de rodete y del aspirador

Fig.5

Béton de scellement du mante
de roue et de l'aspirateur

Recrecimiento de la presa y ensanche
de la coronación
Sección

CORTE TRANS.
Y PANTALLA DE

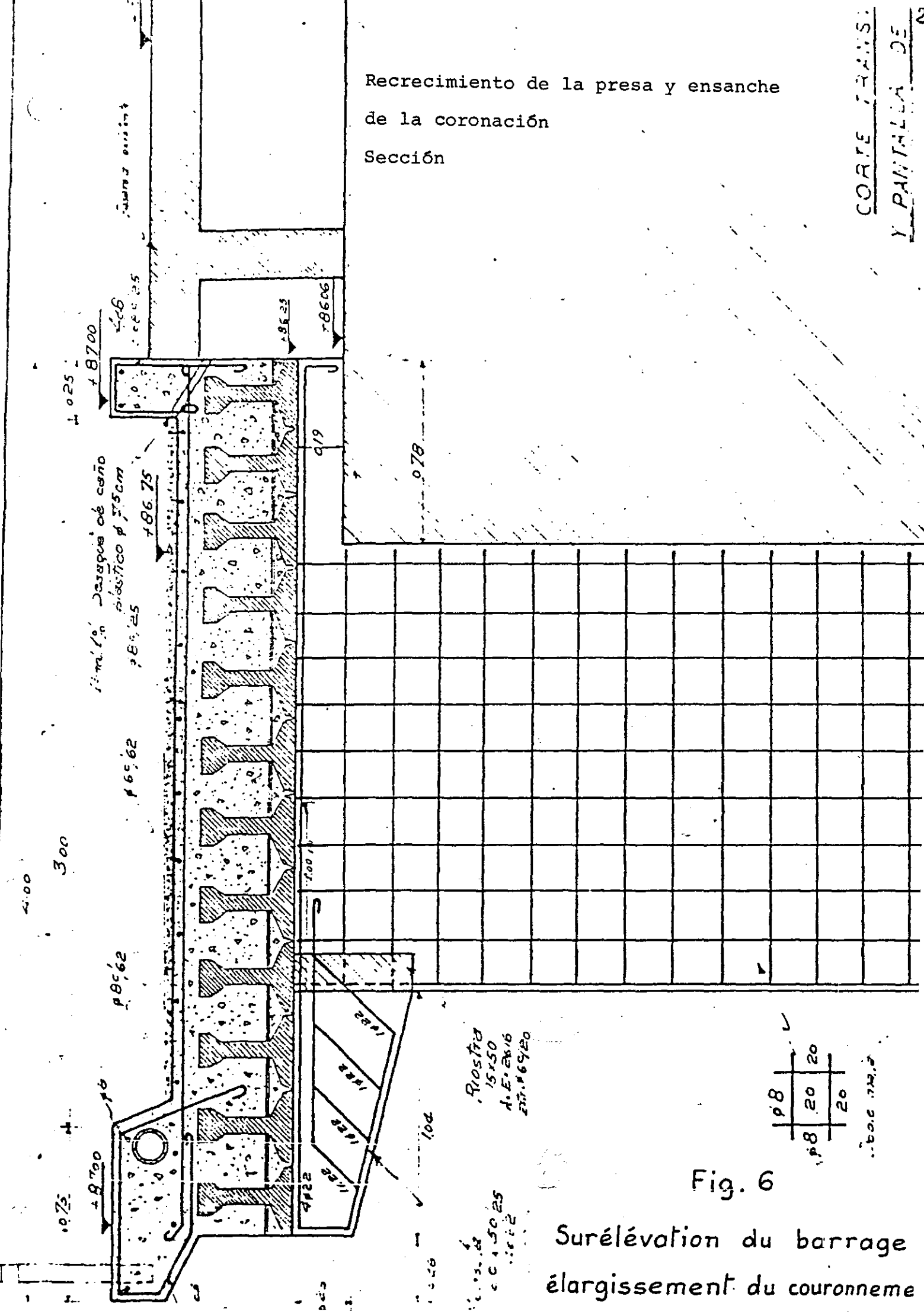
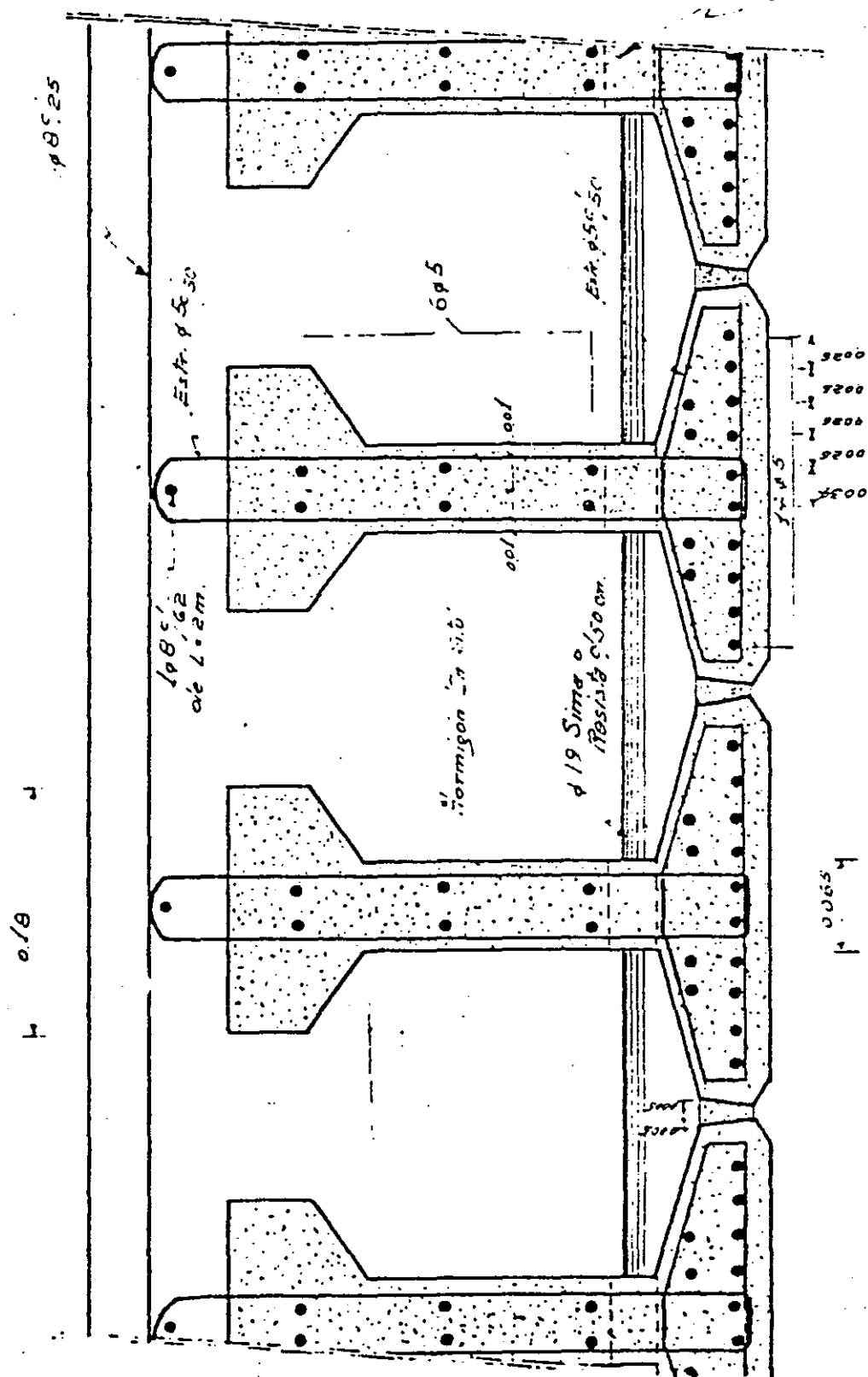


Fig. 6

Surélévation du barrage
élargissement du couronnement



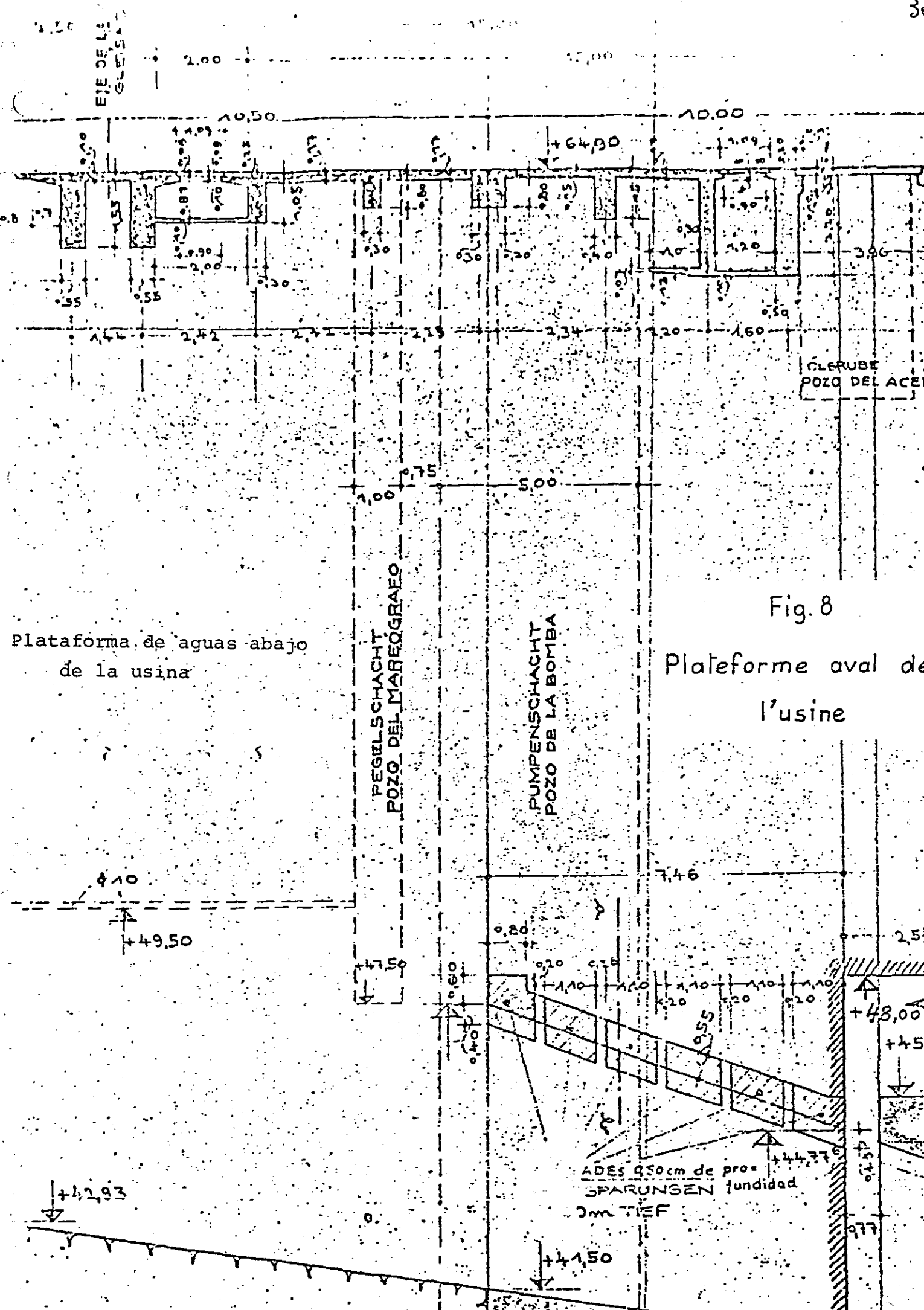
DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS VIGAS PRETENSADAS

Fig. 7

Ensanche de la pasarela

Detaille

Elargissement de la passerelle



Plataforma de aguas abajo
de la usina

Fig. 8
Plateforme aval de
l'usine

LECHO AMORTIGUADOR ● 47.75 ● 48.60 ● 49.50

Ensanche del lecho amortiguador en 2.90 m. (Ver plano N° 5976)

plano N° 5970

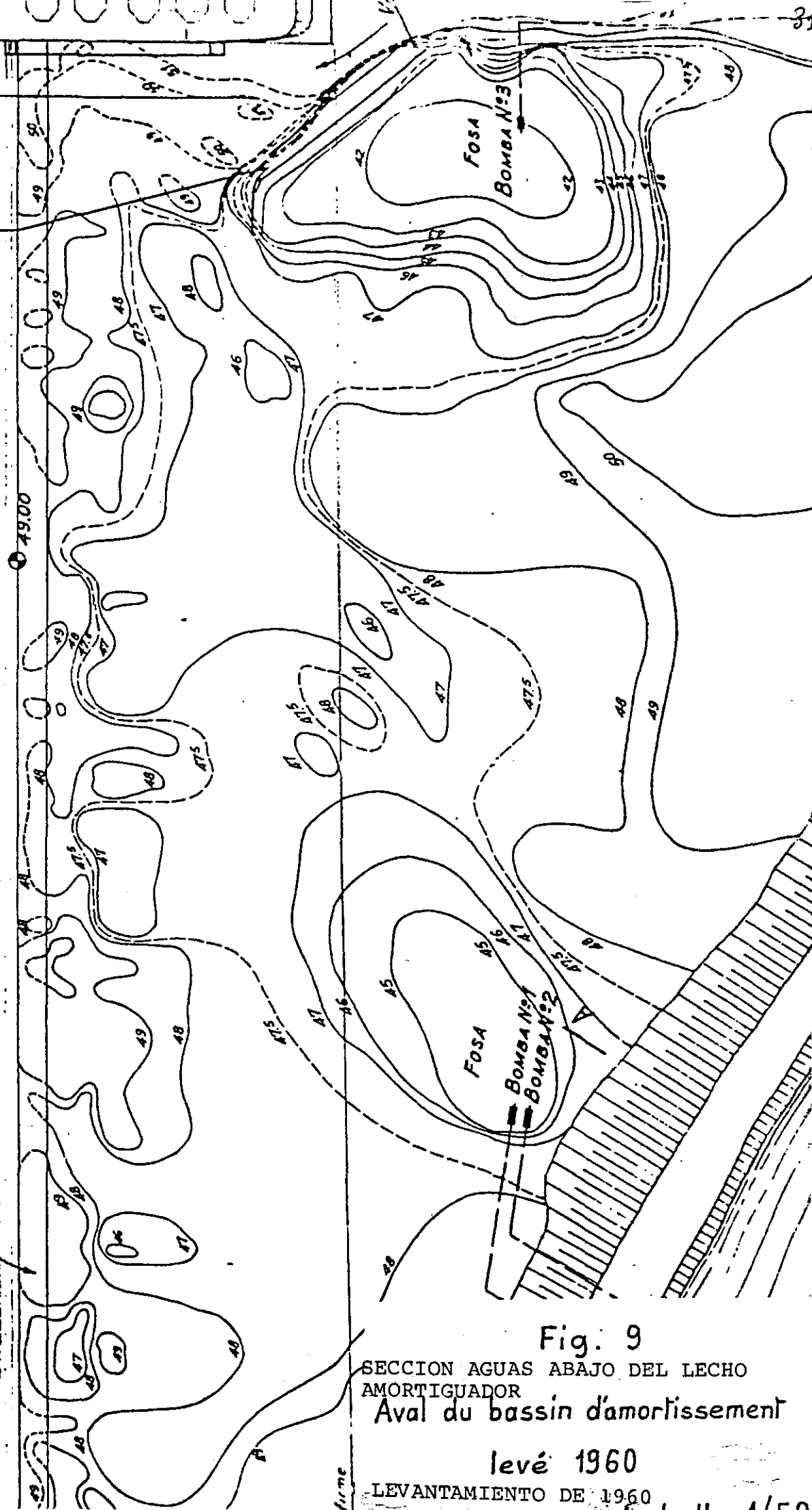


Fig. 9

SECCION AGUAS ABAJO DEL LECHO AMORTIGUADOR

Aval du bassin d'amortissement

levé 1960

LEVANTAMIENTO DE 1960

FICHA TECNICA RELATIVA AL RHODOCIM

ENCOLADOS REFACCIONES SELLADOS

Adherencia de los morteros y yesos - Capas antidesgaste

PRESENTACION

RHODOCIM es una dispersión acuosa de resina sintética destinada a mejorar la plasticidad, la aplicación y la adherencia de los morteros frescos.

AMBITO DE APLICACION

- . Adherencia de capas finas
- . Capas finas
- . Capas de desgaste
- . Adherencia de los revestimientos de mampostería sobre el hormigón liso
- . Adherencia de los revestimientos de mampostería para revocos
- . Adherencia de yesos
- . Juntas de mampostería
- . Aplicación de baldosas y azulejos
- . Reparación exfoliaciones (formación de escamas)

CARACTERISTICAS GENERALES

Líquido blanco lechoso

Densidad: cercana de 1.

RHODOCIM:

- mejora ampliamente la adherencia del mortero sobre su soporte

- mejora la plasticidad del mortero y permite una reducción del agua de amasado
- aumenta la impermeabilidad del mortero
- disminuye la tendencia a la fisuración.

RHODOCIM permite obtener capas sumamente resistentes a la abrasión y al impacto, y además, disminuye los riesgos de formación de polvo.

RHODOCIM no disminuye en nada las características mecánicas del mortero y en cambio, mejora su resistencia a la flexión.

No obstante, las características mecánicas de los morteros tratados con RHODOCIM disminuyen cuando se encuentran sumergidas. Estas características vuelven a encontrar su valor elevado una vez terminado el secado. Las propiedades de adherencia siguen siendo superiores, no obstante, a aquellas de un mortero testigo sin RHODOCIM. El empleo de RHODOCIM en los hormigones no parece tener justificación.

RHODOCIM es compatible con la mayor parte de los cementos empleados habitualmente.

No obstante conviene eliminar los cementos que incluyen riesgos de exceso de cal libre o que contienen yeso.

MODO DE EMPLEO

En todos los casos, el soporte debe encontrarse perfectamente limpio, desengrasado, y una vez eliminadas las partes no adherentes. Se debe humidificar previamente el soporte antes del empleo del RHODOCIM.

CAPAS

1 - Barbotina de adherencia

Mezcla fluidificante:

. Si el mortero contiene ya RHODOCIM

- RHODOCIM: una parte
- Agua pura: tres partes

. Si el mortero no contiene RHODOCIM

- RHODOCIM: una parte
- Agua pura: una parte

Tomar algunas paletadas de mortero con destino a la capa.
Añadir la cantidad necesaria de la mezcla fluidificante hasta obtener una barbotina sumamente fluida.

Esta barbotina deberá encontrarse aún freca y pastosa en el momento de la aplicación del mortero.

2 - Mortero de capa

CAPA NORMAL

En la barbotina, aplicar el mortero siguiente:

- Cemento: 50 kilos
 - Arena: dosificación habitual
 - RHODOCIM: 5 l.
 - Agua: 5 l
- } premezclados

CAPA FINA/CAPA DE DESGASTE

Aplicar a la barbotina el mortero siguiente:

- Cemento: 50 kilos
- Arena: dosificación habitual

- RHODOCIM: 7,5 l. }
 - Agua: 7,5 l. }
- premezclados
- Añadir la cantidad de agua necesaria para obtener la consistencia deseada.

EVITAR SIEMPRE EL SECADO DEMASIADO RAPIDO EN CASO DE TIEMPO CALIDO.

La duración de las capas de desgaste depende de los agregados utilizados pero dicha duración se puede mejorar con cargas del tipo corindón, carborundum, sílice, etc.

REVESTIMIENTOS

1 - Enfoscados de adherencia

Composición:

- Cemento: 50 kilos
 - Arena de grano grueso: dosificación habitual
 - RHODOCIM: 7,5 l. }
 - Agua: 7,5 l. }
- premezclados

Añadir la cantidad de agua necesaria para obtener la consistencia necesaria.

Proyectar este enfoscado con paleta o por medio de un equipo mecánico sobre un soporte aún húmedo, con objeto de obtener una superficie sumamente rugosa y muy "adherente".

El enfoscado de adherencia será duro al contacto con la uña en el momento de la aplicación del revestimiento.

2 - Composición del mortero

- Cemento: 50 kilos
 - Arena: dosificación habitual
 - RHODOCIM: 5 l. }
 - Agua: 5 l. }
- premezclados

Añadir la cantidad de agua que se precise para obtener la consistencia deseada.

Aplicación del mortero

La aplicación se puede efectuar ya sea con una paleta, o de preferencia utilizando un equipo mecánico.

Aplicar en varias pasadas según el espesor requerido sin sobrepasar las normas habituales de carga.

EVITAR SIEMPRE EL SECADO DEMASIADO RAPIDO EN CASO DE TIEMPO CALIDO.

ADHERENCIA DEL YESO

Sobre un soporte sano, limpio y previamente humidificado a corazón, proceder a la aplicación de una barbotina.

- ya sea barbotina de cemento y arena:

- Cemento un volumen
 - Arena gruesa dos volúmenes
 - RHODOCIM: una parte
 - Agua: dos partes
- } a mezclar con la solución:

- o bien barbotina de yeso y arena:

- Yeso un volumen
 - arena gruesa un volumen
 - RHODOCIM: una parte
 - Agua 3 a 4 partes
- } a mezclar con la solución:

En ambos casos, la barbotina, que tiene por objeto hacer que el soporte sea rugoso y perfectamente adherente, deberá ser dura al contacto con la uña en el momento de la aplicación del yeso.

(Ambos métodos están en conformidad con el DTU 25-1 de julio de 1975).

JUNTAS DE MAMPOSTERIA

Guarnecer las juntas aún húmedas con un mortero de RHODOCIM amasado bastante consistente, para mejorar la adherencia y la hermeticidad.

Se dosificará el mortero de la forma siguiente:

- Cemento: 50 kilos
 - Arena: dosificación habitual
 - RHODOCIM 7,5 a 10 l. }
 - Agua: 7,5 a 10 l. }
- premezclados

De ser necesario, añadir el agua hasta obtener la consistencia de aplicación.

APLICACION DE BALDOSINES

Para obtener una correcta adherencia del baldosín y mejorar la impermeabilidad de las juntas, utilizar la misma composición que en el caso anterior, limitando la dosificación de RHODOCIM a 7,5 l., para 7,5 l de agua.

Humidificar correctamente el soporte.

Evitar un secado demasiado rápido.

REPARACION DE LAS EXFOLIACIONES (FORMACION DE ESCAMAS)

Debido a su elevada adherencia, el mortero RHODOCIM permite reparar los angulos de pilares, cantos de escalones, bordillos y asimismo, cualquier pieza prefabricada de hormigón.

Composición del mortero

- Cemento: 50 kilos
- Arena: 50 kilos
- RHODOCIM: 7,5 l.
- Agua: 7,5 l.

Humidificar correctamente el soporte y proteger la reparación contra la resecación rápida.

Consumo

Capa normal y revestimientos: 10% del peso del cemento.

Capas finas, capas de desgastes, enfoscados, reparación de exfoliaciones: 15% del peso del cemento.

- Yesos: 5 a 10% del peso del yeso.

Condicionamiento - Empaque - Almacenamiento

RHODOCIM se presenta en empaques de 5 - 30 y 100 kilos.

Almacenar al resguardo del hielo.

PRECAUCIONES

Manipulación no peligrosa

SIKA S.A
Domicilio social
101, rue de Tolbiac
75654 París, CEDEX 13

Los datos e informaciones que aquí figuran son dados a título indicativo. Se fundan en nuestro conocimiento y nuestra experiencia en la actualidad. Estas informaciones no acarrearán ninguna derogación en cuanto a nuestras condiciones generales de venta y, no pueden implicar en ningún caso una garantía por nuestra parte ni comprometer nuestra responsabilidad en cuanto a la utilización de nuestros productos.

FAMILLE N°1 : POLYMÈRES THERMODURCISSABLES SANS SOLVANT



Produits utilisables : — Liants époxydes ;
— Liants polyuréthannes ;
— Liants polyesters.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES PRODUITS		LIANTS EPOXYDES	LIANTS POLYURETHANNES	LIANTS POLYESTERS
Retrait de polymérisation		Faible	Faible mais supérieur à celui des liants époxydes	Fort
Adhérence sur support	Sec	Bonne	Bonne	Mauvaise
	Humide	Dépend de la formulation	Incompatibilité	Mauvaise
Durée pratique d'utilisation		Varie en fonction de la température ambiante et de la masse liant		Très variable dépend du dosage du composant à régler mais nécessite une précision.
Résistances mécaniques		Elevées mais diminuent lorsque la fluidité augmente Attention aux résistances mécaniques lorsque la viscosité est inférieure à 500 cps.		Elevées
Fluage				
Domaines d'emploi		Etanchéité. Injection de fissures passives. Injection de fissures actives avec des liants époxydes non plastifiés présentant un allongement à la rupture >100 % après durcissement complet et une résistance à la traction ≥ 40 bars.	Injection de fissures en milieu sec.	Obturation de fissures de largeur $L < 0,2$ mm (fluidité très élevée), limitée à l'étanchéité

Conditions et précautions d'emploi des polymères thermodurcissables en injection de fissures

1/ Mélange des composants

Si les composants sont livrés en fûts il faut homogénéiser le contenu de chaque fût avant de PESER les quantités nécessaires au mélange.

Il convient de respecter rigoureusement les proportions du mélange en veillant notamment à ne rien laisser au fond des emballages. En effet, les résistances mécaniques se trouvent perturbées lorsqu'on fait varier le pourcentage de durcisseur par rapport à la base.

Le mélange des composants peut être effectué avec un agitateur à palettes tournant à vitesse lente, de manière à éviter une mise en émulsion du liant (bullage provenant d'une inclusion d'air).

2/ Traitement préalable des fissures

Le nettoyage des fissures est toujours difficile à réaliser. Dans le cas de fissures anciennes, on n'est pas certain de pouvoir éliminer la calcite formée ou les autres impuretés éventuelles qui nuiront forcément à l'adhérence du liant époxyde sur le béton.

Le traitement à l'acide est à proscrire pour le nettoyage des fissures des bétons armés ou précontraints.